



顺德强风化岩层预应力管桩桩端土软化的现场试验研究

张先伟^{①*}, 李仁耿^②, 郑永民^③, 曾志雄^①, 李广平^④

① 中国科学院武汉岩土力学研究所, 岩土力学与工程国家重点实验室, 武汉 430071;

② 佛山市顺德区顺建施工图审查中心, 佛山 528300;

③ 佛山市顺德区建设工程质量安全监督检测中心, 佛山 528300;

④ 广州市市政工程设计研究院, 广州 510000

* E-mail: xwzhang@whrsm.ac.cn

收稿日期: 2015-11-01; 接受日期: 2016-06-01; 网络出版日期: 2016-08-31

国家自然科学基金(批准号: 41472292)和佛山市顺德区土木建筑学会研究项目-预应力管桩桩端土软化专题研究(编号: FS201401)资助项目

摘要 顺德地区以强风化花岗片麻岩和强风化粉砂质泥岩为桩端持力层的预应力管桩, 成桩一段时间内常出现静荷载试验异常沉降, 复压管桩超送的现象, 工程界对这一现象是否是桩端土软化引起争论不一. 针对这一问题, 在两个试验场设计不同桩尖的试验桩, 利用静力触探、旁压试验、高应变测试、静载试验的原位技术检验压桩后一段时间内桩端土强度、水平应力与承载力的变化, 结合室内试验结果系统评价预应力管桩桩端土是否会出现软化. 研究表明, 虽然顺德地区的强风化花岗片麻岩与粉砂质泥岩具有一定的遇水或扰动软化的潜势, 但成桩后没有发现桩端土软化现象. 以这两种地层作为桩端持力层的预应力管桩, 桩尖是否开口, 桩管是否采用混凝土封底, 对预应力管桩的承载力影响不大. 研究还指出, 顺德地区残积土层具有明显的互层性, 开展基础施工前重视勘察工作. 本研究对于准确评价残积土地区的基桩承载力及保证工程质量具有重要意义.

关键词 预应力管桩, 强风化岩, 现场试验, 持力层, 桩端土, 软化

1 引言

佛山市顺德区预应力管桩的使用非常普遍, 每年约20万根桩, 占基桩基础的比例约为85%, 基桩持力层多为全风化或强风化岩层. 顺德地区广泛存在的泥岩、花岗片麻岩等风化岩层具有遇水易软化、承载力降低的特性^[1-3]. 工程实践中, 以这两类岩土作为桩端持力层的工程, 存在少量桩按照设计要求收锤之后, 承载力却不满足设计要求, 复压处理时, 桩可以再压入

几十厘米甚至几米的情况^[4,5]. 如2014年施工的某强风化花岗片麻岩场地, 采用 $\Phi 400$ 和 $\Phi 500$ 的AB型C80预应力管桩进行试验桩, 采用静压法施工, 设计单桩轴向受压承载力特征值分别为1200和2000 kN, 终压力值分别为2700和5000 kN. 施工后约30天, 用静载试验检测8根桩, 其中两根桩的沉降量过大, 复压处理桩可压入十几厘米, 判为不合格, 需要进行基桩处理. 事实上, 这种静压预应力管桩的静荷载试验异常沉降, 复压管桩超送的现象在厦门^[6]、漳州^[7]等地的花岗岩风化岩

引用格式: 张先伟, 李仁耿, 郑永民, 等. 顺德强风化岩层预应力管桩桩端土软化的现场试验研究. 中国科学: 技术科学, 2016, 46: 975-986
Zhang X W, Li R G, Zheng Y M, et al. Field experimental study on prestressed concrete tube-pile bearing stratum softening in strong weathered rock formation of Shunde area (in Chinese). Sci Sin Tech, 2016, 46: 975-986, doi: 10.1360/N092015-00328

层也普遍存在. 对于该现象产生的原因各方持不同观点, 以这两类岩土作为持力层的桩, 在打(压)完桩后, 随着时间的推移和地下水作用, 桩端土会发生软化导致桩承载力降低. 而持反对意见的人认为, 如果桩端土软化, 工程项目应该出现大多数桩承载力不足的情况, 而事实上, 仅有少量桩不满足设计要求, 因此, 桩端土没有软化.

广东是国内最先、最广范使用预应力管桩的省份, 桩端土遇水或受某种条件影响是否软化的争论也源于广东, 国内还没有人对这个问题开展过专门的研究, 只有顺德区一些单位做过零星的探讨^[4,5]. 虽然广东省标准《静压预制混凝土基桩基础技术规程》也针对这一现象指出“对于强风化泥岩是否存在遇水软化的问题, 也有专家对此持有不同的看法, 认为可能是由超孔隙水压力引起的”^[8], 但这种没有系统研究与实测数据得到的结论仍无法让人信服.

弄清楚桩端土软化问题有还是没有, 对完善预应力管桩应用, 指导基桩设计、施工、检测都具有重大的现实意义. 如果桩端土存在遇水软化现象, 意味着随着时间推移, 基桩承载力会逐渐减少, 可能影响其上部建筑物的稳定性和人民群众生命财产安全, 甚至会出现群死群伤的重大安全事故隐患, 影响社会稳定. 这就要求必须对所有楼龄较长的建筑物基础进行鉴定和基础补强加固, 费用之大, 群众和政府都难以承受. 另外, 如果桩端土遇水软化, 那么在桩施工时就必须采取封底的施工工艺, 这会延长工期、增加成本, 桩检测也变得费用高, 速度慢; 如果遇水不会软化, 那么在施工时就不用封底, 可以缩短工期, 降低建筑成本, 对楼龄较长的建筑物也可以放心使用, 无需鉴定和加固, 其社会意义重大.

为此, 选择顺德地区典型的粉砂质泥岩与花岗片麻岩地层, 通过室内试验调查桩端土的物理力学特性、矿物组成与微观结构特征, 联合孔压静力触探(CPTU)、旁压试验(PMT)、静载试验(PLT)、高应变测试的原位技术检验预应力管桩压桩前后以及压桩后一段时间内土的强度、水平应力、承载力等变化, 系统评价顺德地区预应力管桩桩端土是否会出现软化.

本研究可为我国南方残积土区的基桩选型、设计与施工提供一定的借鉴参考, 对于准确评价基桩承载力和保证工程质量也具有重要意义.

2 试验场地与试验方法

2.1 试验场地

选择曾发生过桩端土“软化”现象的东汇名家(简称DH)与顺特电气(简称ST)在建工地作为试验场地. 其中, DH场地地下水水位埋深1.50 m, 岩土层从上至下为填土、粉、细砂、淤泥质粉质黏土, 从埋深22.3~22.5 m开始进入强风化花岗片麻岩层, 标准贯入击数 $N=54.0\sim 76.0$ 击, 平均62.3击. ST场地地下水水位埋深1.10~1.20 m, 岩土层从上至下为填土、淤泥质粉砂、含卵石中砂、粉质黏土, 从埋深11.5~13.5 m开始为硬塑的粉砂质泥岩残积土, 土层无规律性地夹杂可塑的炭质泥岩残积土; 从埋深17.6~30.2 m开始出现强风化粉砂质泥岩, 岩层中无规律地夹杂可塑的炭质泥岩残积土与坚硬的中风化的粉砂质泥岩, 强风化粉砂质泥岩的标准贯入击数 $N=50.0\sim 56.0$ 击, 平均52.3击.

2.2 试验方法

试验方法按以下步骤实施.

(1) 试验孔与管桩布置图见图1和2, 首先钻探2个试验孔, 采用的三重管双动回转取土器取原状土样, 用于室内土工试验、X射线矿物衍射(XRD)和扫描电子显微镜(SEM)试验, 获得桩端土基本物理力学性质指标、矿物组成与微观结构特征; 进行2个孔的静力触探测试与2个孔的旁压试验; 钻孔和旁压孔完成后均用水泥浆封孔至残积层顶面, 防止钻孔造成的应力释放影响后续试验.

(2) 根据钻探数据与原位测试结果确定桩长, 保证桩端土为强风化岩. 每个场地压 $\Phi 500$ 预应力管桩8根(AB型, 壁厚125 mm), 命名为SZ1~SZ8, 桩中心距取2.5 m, 呈双排分布. 为评价地下水入渗对桩端土的影响, 设计2根用开口桩尖, 6根用普通桩尖, 其中3根底部用2 m厚混凝土封堵, 3根不封堵.

(3) 压完桩后, 立即进行第1轮静力触探试验, 孔位距桩边0.50 m, 探头贯入桩端以下至少1 m; 同步进行第1轮旁压试验, 孔位设置距桩边0.50 m, 两个测试点分别在桩端以下0.25和1.25 m.

(4) 第1轮静力触探试验与旁压试验结束后, 开展第1轮高应变桩承载力检测. 第2轮与第3轮试验时间为压桩后的第二周和1个月后; 另外, 在压桩后1个月, 选一根桩身完好的桩做第一次静载试验, 静载试验采

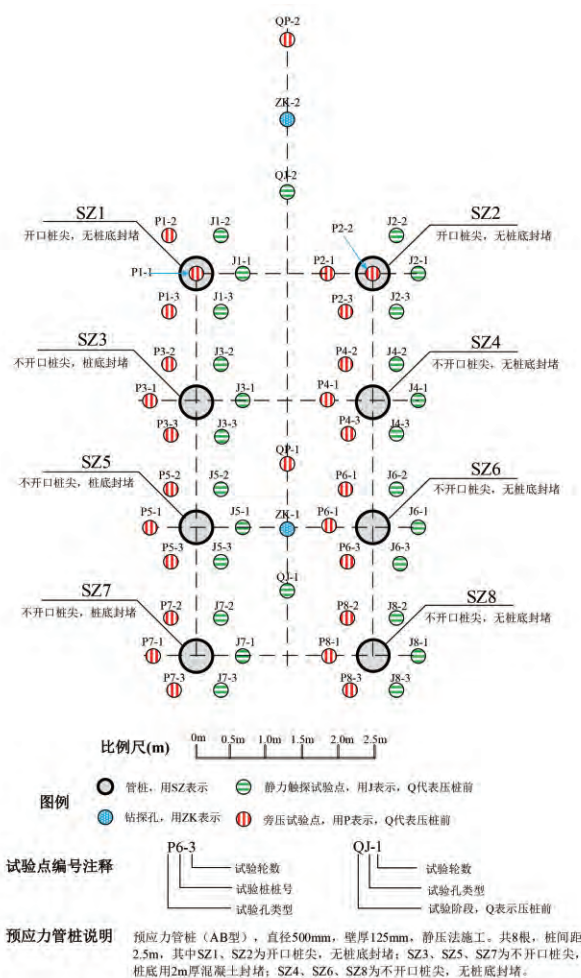


图1 (网络版彩图)试验点位置图



图2 (网络版彩图)ST场地现场压桩照片

用慢速荷载法, 测出桩的极限承载力, 然后向所有桩孔注满水. 在压桩后2个月, 开展第二次静载试验.

(5) 根据测试结果, 比较压桩前后以及压桩后3个

月内桩端土强度等力学指标的变化规律, 其中, 静力触探试验可以测得桩端土的侧摩阻力与端阻力; 旁压试验可以测得桩端土的水平应力、强度与桩端土地基承载力; 高应变和静载检测可以得到基桩的承载力. 最后, 综合多种试验方法结果, 检验预应力管桩土是否存在软化.

3 顺德地区强风化岩的基本特性

3.1 试验场地的原位力学特性

试验场地土层的CPTU与残积土层与强风化岩层的PMT结果如图3和4所示, 其中PMT相关参数根据ASTM标准^[9]确定, 地基承载力根据旁压试验规程^[10]确定. 由于强风化岩硬度较高, CPTU的孔压探头压入过

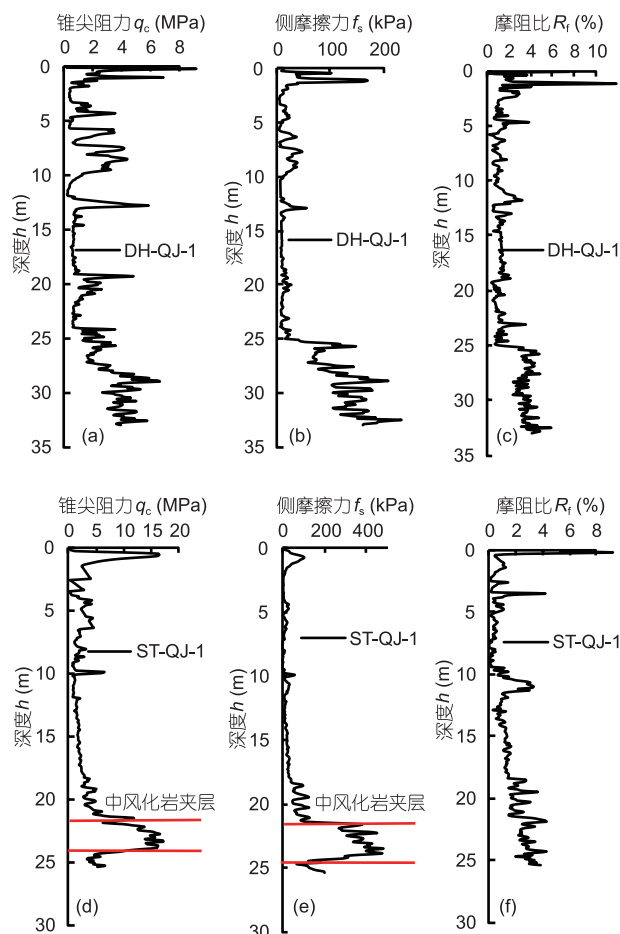


图3 (网络版彩图)土层剖面的静力触探试验结果

(a) DH场地, q_c - h 曲线; (b) DH场地, f_s - h 曲线; (c) DH场地, R_f - h 曲线; (d) ST场地, q_c - h 曲线; (e) ST场地, f_s - h 曲线; (f) ST场地, R_f - h 曲线

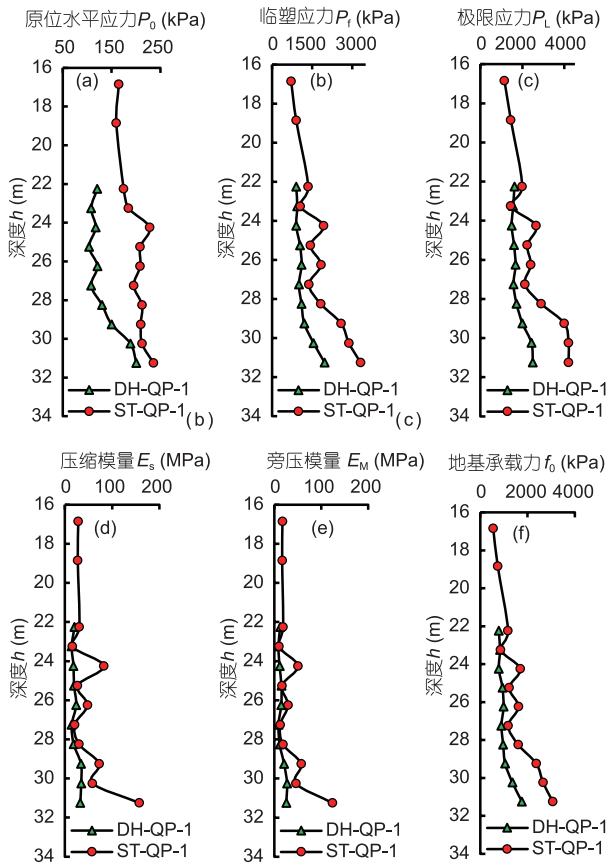


图4 (网络版彩图) 土层剖面的旁压试验结果

(a) P_0 - h 曲线; (b) P_L - h 曲线; (c) P_L - h 曲线; (d) E_s - h 曲线; (e) E_m - h 曲线; (f) f_0 - h 曲线

程中经常被损坏, 导致无法采集数据或数据异常, 本文未列出孔压数据. 结果表明, DH场地为典型花岗岩片麻岩风化岩土层, 深度22.3~22.5 m开始进入强风化花岗岩片麻岩层, 随着深度增加, 岩层风化程度减弱, 强度与地基承载力逐步增加; ST场地粉砂质泥岩风化岩层强度随深度变化规律整体上与DH场地类似, 但由于土层中夹杂可塑的炭质泥岩残积土与坚硬的中风化的粉砂质泥岩, 导致测试结果异常, 并且这两种夹层呈无规律分布, 如QJ-1测试孔在22.5~24.0 m出现岩块状的中分化岩(图3(d)和(e)), 导致该深度范围的 q_c 与 f_s 明显偏高, 而QP-1测试孔在31.5 m出现中风化岩, 表现在压缩模量 E_s 与旁压模量 E_m 明显增大. 整体而言, DH场地强风化岩层空间变异性不明显, 不同测试孔在相同深度的土性基本一致; 由于软、硬夹层的无规律分布, ST场地强风化岩层空间变异性较大.

根据试验场地的钻探数据、原位测试结果以及试验计划(桩端为强风化岩层, 最终确定ST场地2~8号桩桩长为24.0 m, 1号桩为预钻桩, 桩长29.0 m; DH场地所有桩桩长30.0 m.

3.2 强风化岩的物理力学指标与矿物组成

表1和2列出顺德典型强风化岩的物理力学指标与矿物成分. 两种强风化岩都具有中等压缩性, 内摩擦角大的特点. 此外, 强风化岩普遍具有水平层理, 表

表1 顺德地区强风化岩的基本物理力学性质指标^{a)}

场地	试验土样	密度 ρ (g/cm ³)	含水率 w (%)	孔隙比 e	液限 W_L (%)	塑限 W_p (%)	塑性指数 I_p (%)	竖向渗透系数 K_v (10 ⁻⁷ cm/s)	水平渗透系数 K_h (10 ⁻⁷ cm/s)	压缩系数 α_{1-2} (MPa ⁻¹)	压缩模量 E_s (MPa)	强度指标(快剪)	
												黏聚力 C (kPa)	内摩擦角 ϕ (°)
DH	强风化花岗岩片麻岩	2.02	23.2	0.612	36.3	23.8	13.3	98	119	0.214	8.55	32.7	21.4
ST	强风化粉砂质泥岩	1.75	44.9	1.444	54.1	33.5	20.6	4.3	39	0.450	5.95	21.5	21.2

a) 表中指标为平均值, 试验组数为5

表2 顺德典型风化层的有机质含量与矿物组成

场地	试验土样	试样编号	矿物组成(%)		
			石英	伊利石	高岭石
DH	强风化花岗岩片麻岩	DH-I	16.28	66.65	11.62
		DH-II	38.47	54.56	6.97
ST	强风化粉砂质泥岩	ST-I	51.22	48.88	N.D

现在表1中水平渗透系数大于竖向渗透系数. 两种强风化岩的矿物主要是石英与伊利石, 随着埋深增加, 风化程度减弱, 石英含量增加. 不同于静水沉积形成的黏土, 风化形成的岩土石英含量相对较多, 土颗粒尺寸也相对较大, 表现在图5中两种强风化岩存在一定含量的大颗粒, 直径 $d>0.5$ mm的颗粒占颗粒质量的20%左右.

从SEM照片中可以看到, 虽然强风化花岗岩片麻岩保留一定的母岩结构特征(图6(a)), 但在较大放大倍数下可以看到, 一些大的颗粒聚合体其实是由一些片状矿物平行接触形成(图6(b)). 强风化粉砂质泥岩由于风化程度强烈, 大颗粒相对较少, SEM中已经看不到大的聚合体, 取而代之的是颗粒以边-面接触形成的絮凝

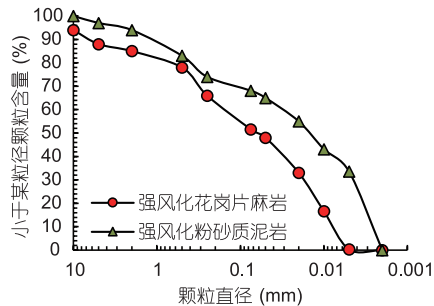


图5 (网络版彩图) 颗粒粒径分布曲线

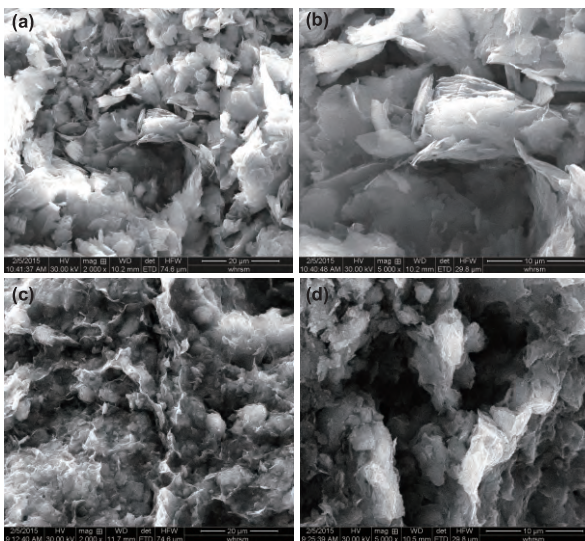


图6 强风化岩的扫描电子显微镜照片

(a) 强风化花岗岩片麻岩, 2000倍; (b) 强风化花岗岩片麻岩, 5000倍; (c) 强风化粉砂质泥岩, 2000倍; (d) 强风化粉砂质泥岩, 5000倍

结构(图6(c)), 但在较大放大倍数下, 仍可分辨基本单元体为片状矿物(图6(d)).

4 压桩前后桩端土土性变化分析

4.1 压桩终压力分析

表3列出试验桩桩长、压桩终压力等压桩参数. DH场地, 除了2号桩的终压力略小, 其他桩的压桩终压力(1750~2150 kN)相差不大, 表明DH场地桩端土的岩性差异不大, 这与钻探数据以及原位测试结果吻合; 而ST场地的压桩终压力(1000~2650 kN)差异变化明显, 虽然不同桩尖可能会对此有所影响, 但从后续旁压试验的预钻孔(距桩中心0.5 m)取样可以看到, SZ3与SZ7的桩端处有可塑的炭质泥岩残积土, 导致压桩终压力较小; SZ4, SZ6与SZ8的桩端为中风化粉砂质泥岩, 导致压桩终压力过大. 上述结果反映出ST场地地层复杂的空间变异性会导致根据钻探数据或原位测试结果预估压桩终压力不准确, 因此, 对于含有软、硬夹层的风化岩层应重视前期勘察工作.

4.2 压桩前后桩端土静力触探结果分析

图7为压桩前后桩端土锥尖阻力 q_c 与侧摩擦力 f_s 的对比. 由于研究对象主要是桩端土, 同时为了耦合旁压试验数据分析, 图7中的CPTU参数是桩端至其下0.5 m的 q_c 与 f_s 平均值; 压桩前参数为压桩前两个测试孔的数据平均值; ST场地桩端土测试点上部有岩状夹层时, 会导致探头无法贯入, 无法获得CPTU数据, 故图7(c)和(d)中部分静力触探数据没有给出(如SZ2的第1轮静力触探数据).

比较DH场地压桩前后 q_c 可以发现, 压桩后8根桩的桩端土 q_c 普遍升高, SZ7增长略小, SZ1增长较大, 增长达到压桩前的70%; 压桩后1个月内, 除SZ1与SZ4的桩端土 q_c 逐步减小, 其他桩端土基本呈现增长趋势. 压桩前后 f_s 的变化规律与 q_c 基本相似, 但对于同一个桩的桩端土 q_c 与 f_s 变化可能会不同, 如SZ1桩端土的 f_s 压桩后呈逐步增长趋势. 整体而言, DH场地的强风化花岗岩片麻岩地层在压桩后1个月内, 桩端土的 q_c 与 f_s 普遍呈增长趋势, 未见桩端土软化现象.

比较ST场地压桩前后 q_c 与 f_s 可以发现, 压桩后除了个别桩的桩端土的 q_c 与 f_s 略有减小(如SZ2与SZ6), 其他桩的桩端土的 q_c 与 f_s 普遍有所增高, 但压桩后的一个

表3 试验桩压桩参数

桩号	DH场地(花岗岩片麻岩风化层)			ST场地(粉砂质泥岩风化层)			备注
	入土桩长(m)	配桩长(m)	压桩终压力(kN)	入土桩长(m)	配桩长(m)	压桩终压力(kN)	
SZ1	30	13+10+7	1900	29	13+11+5	2000	开口桩尖
SZ2	30	12+5+13	1550	24	12+12	1500	开口桩尖
SZ3	30	14+8+8	1750	24	12+12	1000	砼封底、十字桩尖
SZ4	30	14+8+8	2150	24	12+12	2650	十字桩尖
SZ5	30	11+8+11	2100	24	12+12	1200	砼封底、十字桩尖
SZ6	30	12+9+9	2050	24	12+12	2650	十字桩尖
SZ7	30	10+10+10	1850	24	12+12	1000	砼封底、十字桩尖
SZ8	30	10+10+10	1750	24	12+12	2100	十字桩尖

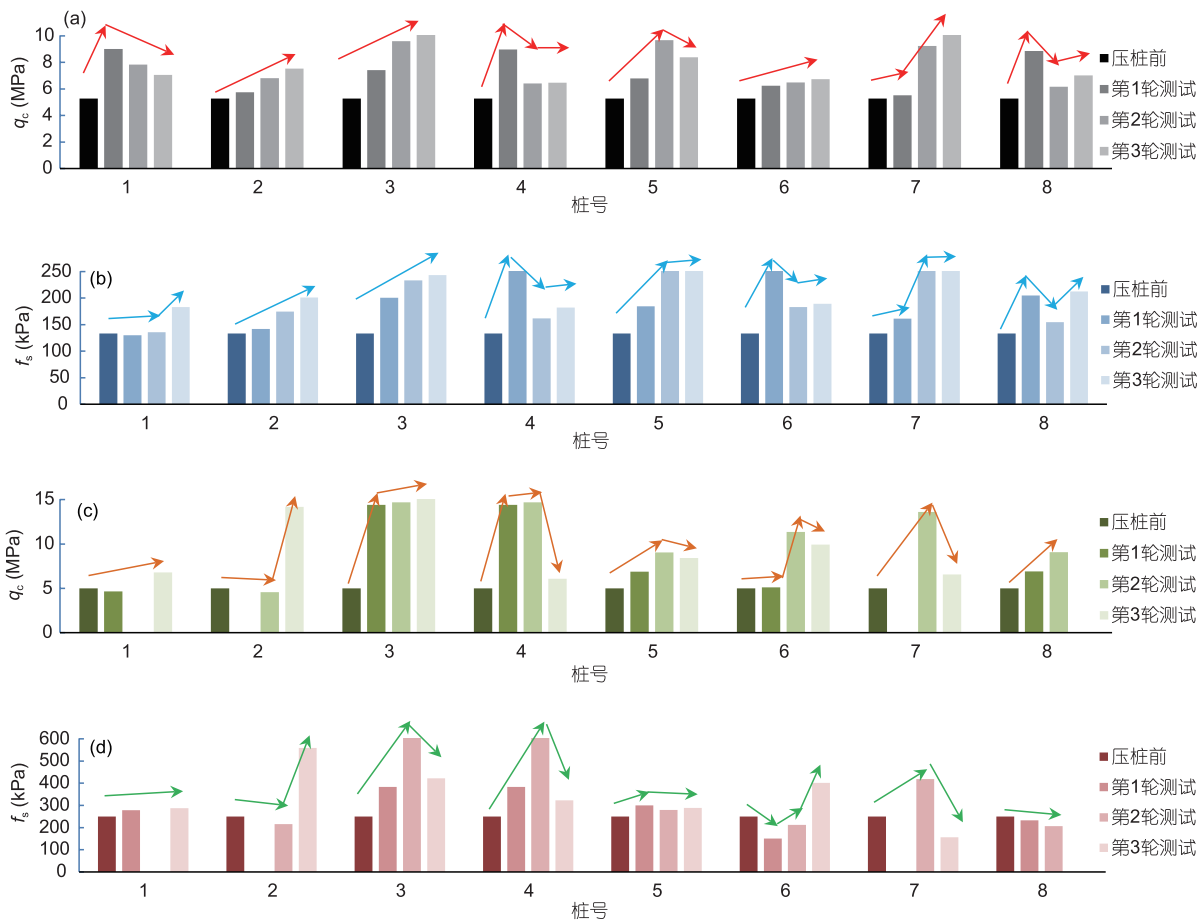


图7 (网络版彩图) 压桩前后静力触探参数比较

(a) DH场地, 不同号桩压桩前后 q_c 比较(桩长30 m); (b) DH场地, 不同号桩压桩前后 f_s 比较(桩长30 m); (c) ST场地, 不同号桩压桩前后 q_c 比较(1号桩长29 m, 其他桩桩长24 m); (d) ST场地, 不同号桩压桩前后 f_s 比较(1号桩长29 m, 其他桩桩长24 m)

月内, 不同桩的桩端土 q_c 与 f_s 变化没有表现出明显的一致性. 究其原因, ST场地的粉砂质泥岩地层变化复杂, 岩性及风化程度沿垂直和水平方向都有很大的变化,

相隔不到1 m的孔位所揭示的岩性和岩石风化程度都有较大的出入, 同一桩位不同阶段静力触探指标变化幅度很大, 而且岩层中夹有不少中风化岩碎块和塑形

的炭质泥岩夹层, 导致试验结果无规律可循, 需要结合其他原位试验结果耦合分析。

4.3 压桩前后桩端土旁压试验结果分析

根据旁压试验结果, 选取表征桩端土水平应力特性(初始水平应力 P_0)、强度特性(旁压模量 E_m)、变形能力(压缩模量 E_s)、地基承载能力(地基承载力 f_0)的4个参数, 评价压桩前后桩端土土性变化, 结果见图8。其中, 压桩前参数为压桩前两个测试孔的数据平均值。限于篇幅, 并且由于桩端下0.25与1.25 m的桩端土土性变化规律相同, 本文仅列出桩端下0.25 m的旁压试验分析结果。

DH场地桩端土在压桩后, 初始水平应力 P_0 普遍增大, 随着时间的增加, P_0 逐渐减小, 压桩后1个月, P_0 值接近于压桩前(除了SZ4)。旁压模量 E_m 与压缩模量 E_s 值越大, 表明土的强度越小, 抗变形能力越弱, 压缩性越大。从图8(b)与(c)可以看到, 压桩后, 桩端土的 E_m 与 E_s 普遍减小, 说明由于管桩的压入导致桩端土产生挤土效应, 导致土的强度增大, 压缩性变小, 随着时间的增长, 挤土效应逐渐减弱, 桩端土的强度开始减小, 但压桩后1个月桩端土的 E_m 与 E_s 基本低于压桩前(除了SZ6与SZ7), 没有出现所谓的软化现象。同样规律在地基承载力 f_0 也可看到(图8(d)), 压桩后桩端土的 f_0 呈逐渐增大趋势, 且随着时间的增长, 这种增大趋势逐渐减弱。

ST场地预应力管桩的桩端土在压桩后, 初始水平应力 P_0 普遍减小, 随着时间的增加, P_0 逐渐减小, 压桩后1个月, P_0 值略低于压桩前(除了SZ4)。受场地地层复杂变化影响, 不同桩的桩端土 E_m 与 E_s 变化规律并不明显, 但从图8(f)与(g)仍可看出, 压桩后桩端土没有出现明显的软化现象。从图8(h)所示的地基承载力 f_0 也表明, 压桩后桩端土的 f_0 普遍呈增长趋势, 压桩后1个月桩端土的 f_0 高于压桩前, 这与DH场地桩端土土性变化基本吻合。

值得一提的是, 初始水平应力 P_0 代表土中的侧向应力, 与压桩前比较, 压桩后DH场地桩端土的初始水平应力 P_0 增大(图8(a)), 而ST场地桩端土的 P_0 减小(图8(e))。究其原因, 桩的贯入过程对桩端土会产生两种影响。一是扰动引起土体原始结构被破坏^[11], 土的结构强度降低, 桩端土的水平应力减小; 而是桩端土被挤密压缩, 即挤土效应^[12], 导致桩端土强度增高, 桩

端土的水平应力增加。伴随桩的贯入, 势必会引起桩端土上述两种影响, 它们对桩端土土性的影响是相反, 由于桩端土原始组构的不同以及土性的差异, 这两种影响综合产生的效果也会有所不同。前者(如ST场地)占优时, 压桩后桩端土的 P_0 降低; 后者(如DH场地)占优时, 压桩后桩端土的 P_0 增加。但无论哪种情况占优, 在成桩后试验时间段内, 桩端土的 P_0 都逐渐减小, 这是因为即使土体存在触变效应^[13], 结构强度恢复的程度仍较小, 而挤土效应会随着时间逐渐减弱, 体现在图8(a)与(e), 两个场地压桩后1个月桩端土的 P_0 随时间逐渐减小。

4.4 压桩前后管桩高应变测试分析

表4和5为两个场地压桩后1周、1个月和2个月后的的高应变测试结果, 其中DMX为测点处最大动位移(mm), DFN为测点处贯入度(mm)。对于研究的两类土质, 桩承载力为端承摩擦桩, DH场地的桩摩阻力占55%~60%, 端阻力占40%~45%; ST场地的桩摩阻力占65%~75%, 端阻力占25%~35%, 少量桩(SZ5, SZ7)端阻力占比不到15%。压桩后随着时间的延续, DH场地的端阻力逐渐增大, 端阻力在总承载力中的比重基本保持不变; ST场地的端阻力也逐渐增大, 端阻力在总承载力中的比重也逐渐增大, 这反映出压桩后桩端土的强度是增长的, 没有发生桩端土软化现象。

第2轮高应变检测后向桩孔内注水, 1个月进行第三次高应变检测, 无论桩底是否开口、有无混凝土封底, 端阻力和承载力均未出现降低现象。比较两种岩层的土阻力随时间的变化趋势, 花岗片麻岩地层的恢复时间较短, 后两次高应变检测时承载力增加幅度不大, 可以认为第一次高应变检测时已获得稳定承载力, 对应休止时间约为11天。广东省标准《静压预制混凝土基桩基础技术规程》提到^[8], 桩端持力层有易软化现象的风化岩层, 高应变法检测时间不应少于压桩后的25天。检测时间取决于桩端持力层的强度恢复时间, 本研究测得休止时间远小于规范要求时间, 再次证明了试验场地的强风化岩压桩后未出现软化现象。

高应变法检测时记录每次落距, 每根桩各次高应变前三次锤击落距基本一样, 每次锤击时加速度传感器获得的信号通过积分换算可获得对应的贯入度DFN, 统计前三锤DFN之和(表4和5)。从表中可见, 基

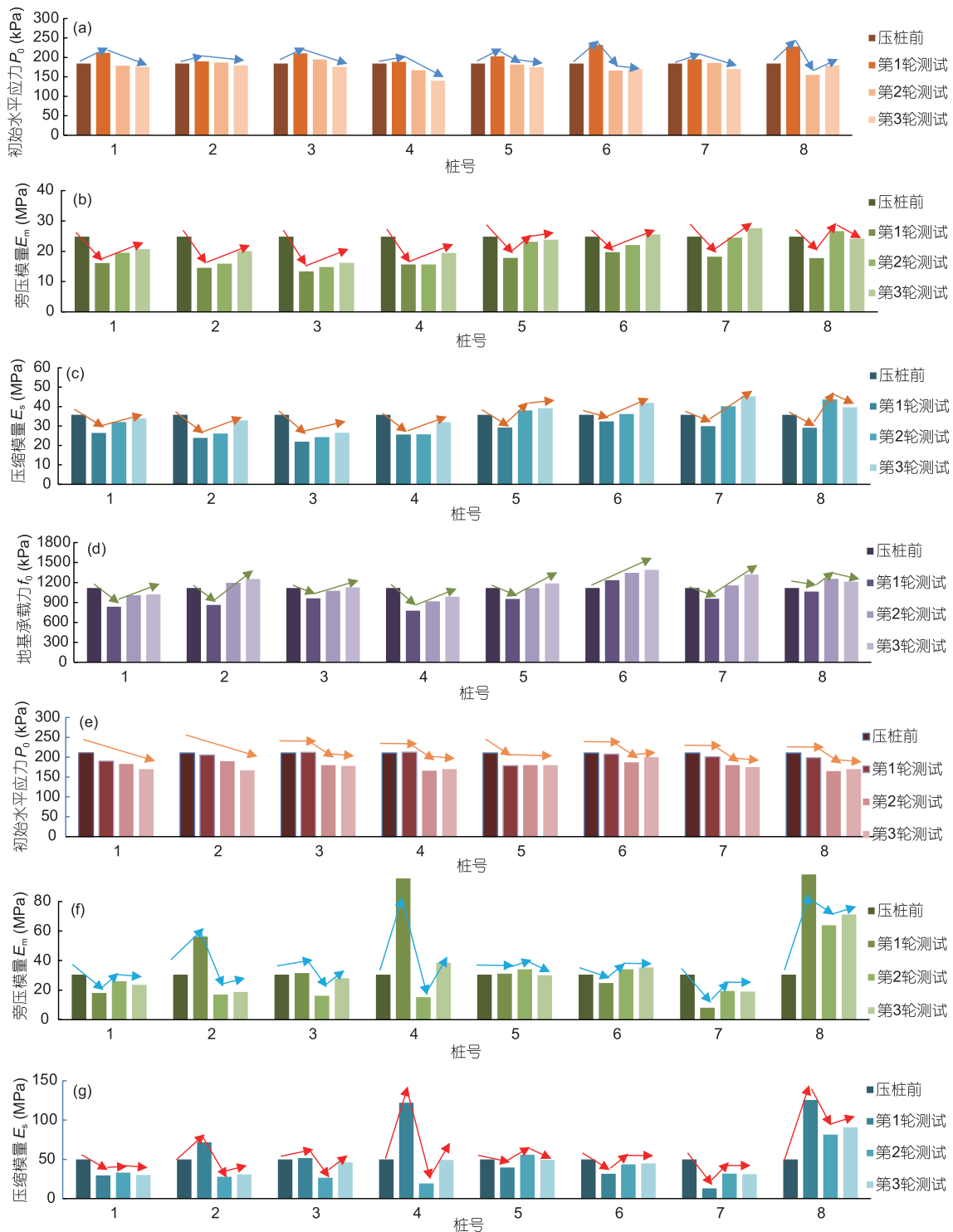


图 8 (网络版彩图)压桩前后旁压参数比较

(a) DH场地, 不同号桩压桩前后 P_0 比较(桩长30 m); (b) DH场地, 不同号桩压桩前后 E_m 比较(桩长30 m); (c) DH场地, 不同号桩压桩前后 E_s 比较(桩长30 m); (d) DH场地, 不同号桩压桩前后 f_0 比较(桩长30m); (e) ST场地, 不同号桩压桩前后 P_0 比较(1号桩长29 m, 其他桩桩长24 m); (f) ST场地, 不同号桩压桩前后 E_m 比较(1号桩长29 m, 其他桩桩长24 m); (g) ST场地, 不同号桩压桩前后 E_s 比较(1号桩长29 m, 其他桩桩长24 m); (h) ST场地, 不同号桩压桩前后 f_0 比较(1号桩长29 m, 其他桩桩长24 m)

表4 DH试验场地高应变检测结果

桩号	桩长 (m)	复压终 压力(kN)	测试 轮数	落距(m)	DMX (mm)	DFN (mm)	侧阻力 (kN)	侧阻力/承 载力(%)	端阻力 (kN)	端阻力/承 载力(%)	承载力 (kN)
SZ1	30	1900	1	1.8	24	6	2206.4	59.31	1513.8	40.69	3720.2
			2	1.8	22	3	2447.1	61.59	1526.3	38.41	3973.4
			3	1.5	23	6	2411.4	60.45	1577.4	39.55	3988.8
SZ2	30	1550	1	1.5	22	6	2384.3	57.96	1729.2	42.04	4113.5
			2	1.5	18	6	2378.2	56.87	1803.3	43.13	4181.5
			3	2	25	5	2347.6	55.66	1869.8	44.34	4217.4
SZ3	30	1750	1	1.5	21	5	2676.7	62.56	1601.7	37.44	4278.4
			2	1.5	19	11	2745.7	62.94	1616.7	37.06	4362.4
			3	1.2	21	4	2713.5	62.07	1658.3	37.93	4371.7
SZ4	30	2150	1	1.5	23	5	2458.9	58.22	1764.3	41.78	4223.2
			2	1.5	21	5	2510.4	56.92	1899.9	43.08	4410.3
			3	2	26	8	2537.8	57.14	1903.2	42.86	4441
SZ5	30	2100	1	1.8	23	5	2265.3	55.33	1828.5	44.67	4093.8
			2	1.2	19	10	2286.1	55.35	1843.9	44.65	4130
			3	2	26	8	2325.4	54.93	1908.2	45.07	4233.6
SZ6	30	2050	1	1.8	23	5	2872	59.93	1920	40.07	4792
			2	1.5	22	5	2878.8	59.96	1922.1	40.04	4801
			3	1.8	27	8	2940.3	60.4	1928	39.6	4868.3
SZ7	30	1850	1	1.8	23	4	2721.2	62.42	1638.5	37.58	4359.7
			2	1.2	18	9	2725.9	62.18	1658	37.82	4383.9
			3	1.8	25	5	2688.7	61.08	1713.1	38.92	4401.8
SZ8	30	1750	1	1.8	22	4	2778	60.24	1833.7	39.76	4611.8
			2	1.5	22	11	2835.8	60.67	1838.7	39.33	4674.5
			3	2	20	1	2850.9	60.54	1858	39.46	4708.9

本相同锤击能量作用下,多数试验桩的贯入度呈现变小趋势,也证明桩端土没有软化迹象。

4.5 压桩前后管桩静载试验结果分析

每个场地选择1根试验桩在压桩后1个月、2个月(桩孔内注水后1个月)各进行1次静载试验,结果见表6。DH场地与ST场地测试的预应力管桩单桩竖向抗压极限承载力分别为3750与3500 kN,荷载-位移($p-s$)曲线都呈陡降型,没有出现持力层软化导致承载力降低的现象。

此外,比较压桩后1个月与注水后1个月(即压桩后2个月)的静载试验结果,两个场地的预应力管桩极限承载力基本一样,沉降量变化较小, $p-s$ 曲线基本一致,说明注水后桩端土的承载力并未降低,没有出现桩端土遇水软化现象。

5 讨论

预应力管桩桩尖形式对基桩承载力有何影响及影响大小是一个模糊问题,虽已开展大量研究^[4-17],但结论尚未统一,如规范^[6]认为,由于土塞效应,开口桩的承载力要小于闭口桩的承载力。而张晓健^[17]的研究指出,直径相同的条件下,由于端阻力的差异,开口桩的沉降远小于实心桩,随着桩长的增加,两者端阻力不断接近,开口桩发挥了相当于闭口桩的作用。以往研究普遍认为开闭口桩的承载力除了与桩的尺寸有关外,主要受控于持力岩土层性质。比较不同桩尖形式的预应力管桩基桩承载力(表4和5),顺特地区典型残积土层中,桩尖是否开口,桩管是否采用混凝土封底,对预应力管桩承载力基本没有影响,郑永民和张建生^[4]对佛山市容桂地区持力层为强风化花岗片麻岩的预应力管桩进行相同试验,也得到相同结论。因此,

表5 ST试验场地高应变检测结果

桩号	桩长(m)	复压终压力(kN)	测试轮数	落距(m)	DMX (mm)	DFN (mm)	侧阻力 (kN)	侧阻力/承载力(%)	端阻力 (kN)	端阻力/承载力(%)	承载力 (kN)
SZ1	29	4000	1	1.8	24	6	3416.8	75.87	1086.4	24.13	4503.2
			2	1.8	22	3	3481.5	72.24	1337.6	27.76	4819.2
			3	1.5	20	2	3501.6	71.62	1387.7	28.38	4889.3
SZ2	24	2800	1	1.5	22	16	2019.9	67.75	961.4	32.25	2981.3
			2	1.5	18	6	2077.4	64.59	1138.9	35.41	3216.2
			3	1.5	20	9	2325	63.54	1334.2	36.46	3659.2
SZ3	24	3000	1	1.5	21	13	2337.5	85.83	386	14.17	2723.5
			2	1.5	19	11	2576.2	76.38	796.8	23.62	3373
			3	1.5	20	11	2604.1	76.46	801.7	23.54	3405.8
SZ4	24	3800	1	1.5	23	10	2695.2	69.02	1210	30.98	3905.2
			2	1.5	21	5	2777.7	68.08	1302.5	31.92	4080.2
			3	1.8	21	8	2798.8	67.25	1363.2	32.75	4162
SZ5	24	3300	1	1.8	23	14	3109.8	89.39	369	10.61	3478.8
			2	1.2	19	10	3110.4	86.05	504.3	13.95	3614.7
			3	1.5	20	9	3521.9	86.03	571.7	13.97	4093.6
SZ6	24	3800	1	1.8	23	9	3098.9	75.25	1019.5	24.75	4118.4
			2	1.8	24	7	3108	75.03	1034.2	24.97	4142.2
			3	1.5	19	5	3104.5	74.56	1059.4	25.44	4164
SZ7	24	2800	1	1.8	23	15	2735.8	92.92	208.3	7.08	2944.1
			2	1.2	18	9	2836.9	86.47	444	13.53	3280.9
			3	1.5	17	8	2845.6	86.09	459.7	13.91	3305.4
SZ8	24	3500	1	1.8	22	11	2797.2	69.11	1250	30.89	4047.2
			2	1.5	22	11	2849.2	67.36	1380.5	32.64	4229.7
			3	1.5	19	7	2762.4	64.71	1506.2	35.29	4268.6

表6 静载试验结果

试验场地	桩号	测试轮数	最大试验荷载 (kN)	单桩竖向抗压极限承载力(kN)	极限承载力对应沉降量(mm)	最大沉降量 (mm)	残余沉降量 (mm)	承载力特征值 (kN)	单桩竖向抗压承载力特征值对应沉降量(mm)
DH	SZ5	1	4000	3750	17.81	42.8	25.41	1875	5.9
		2	4000	3750	15.67	29.97	21.28	1875	6.4
ST	SZ6	1	4000	3500	11.92	140.56	130.63	1750	4.65
		2	3750	3500	12.91	75.39	63.36	1750	5.7

可以尝试在该区采用开口的未封底管桩来代替闭口的封底管桩,即节省了材料又缩短了工期,具有良好的经济性。

顺德地区的强风化花岗片麻岩与粉砂质泥岩虽然不含强亲水性的蒙脱石,但存在48.88%~78.27%的伊利石与高岭石(表2),仍具有一定的亲水性^[18];似絮凝状结构微观结构也会增强其增强亲水性(图6);含有

20%的粗砂粒(图5),以及较大的水平渗透系数(表1)也会为水的浸入提供孔隙通道。此外,由于强风化岩土仍保留母岩残留的结构强度,桩压入时易发生扰动,结构被破坏而强度降低。由此看来,强风化花岗片麻岩与粉砂质泥岩具有遇水或扰动软化的潜势,然而根据本文的测试结果,顺德地区以强风化花岗片麻岩或强风化粉砂质泥岩为桩端持力层的预应力管桩,成桩后

没有发现桩端土软化现象, 即使桩孔内泡水1个月也未见基桩承载力降低, 这说明压桩以及成桩后的一段时间, 桩端土初始应力场与外界环境的改变不足以触发桩端土产生软化, 成桩后静荷载试验异常沉降, 复压管桩超送的现象并不是桩端土软化引起. 那么这种现象的发生机理如下.

首先, 预应力管桩属于挤土桩, 压桩时桩周土层被压密并挤开, 使土体产生垂直方向的隆起和水平方向的侧向位移, 可能造成近邻已压入的桩上浮, 桩端被“悬空”, 静载试验时会出现异常沉降, 但这种现象多发生在软土地区^[19]. 两个试验场地压桩时监测桩间土体, 未发现地表隆起现象, 也未出现已成桩的上抬现象, 基本排除挤土效应对基桩承载力的影响.

其次, 由于连续压桩时间较短, 孔隙水无法迅速排出, 孔隙比大大降低, 饱和度上升, 使得土体产生巨大的孔隙水压力, 根据有效应力原理^[20], 土的有效应力下降, 桩端土的抗剪强度降低, 产生所谓的“软化”现象. 本文的试验设计考虑了超孔隙水压力的影响, 尝试用孔压静力触探来测量压桩产生的超孔隙水压力, 遗憾的是由于坚硬的中风化岩夹层会损坏孔压探头, 没有获得有效的孔压数据, 无法证明该地区的“软化”现象是否由超孔隙水压力引起, 后续研究可考虑在桩周埋设孔隙水压力计来检测压桩以及成桩后的孔隙水压力变化. 但需要说明的是, 当压桩停止后, 动荷载转为静荷载, 随着时间的推移, 孔隙水的有效应力恢复到原有的平衡状态, 基桩承载力实际上会明显增加, 并不会造成基桩承载力大幅降低.

需要注意的是, 本文发现顺德地区残积土层具有明显的互层性, 如ST场地粉砂质泥岩中含有一定数量的软塑的炭质泥岩残积土, 薄厚不一, 且分布空间无规律可循. 评价粉砂质泥岩地层时, 按深度从上至下

难以用风化的概念进行划分和对这种软硬互层特性进行解释. 顺德工程实践往往要求桩端置于中强风化岩中, 软硬互层的存在, 使得勘察人员难以划分风化带, 但又受到正常沉积层序的束缚, 所以往往无法在剖面上正确反映出这种特性, 因此经常出现当桩端进入强风化数米后收锤, 实际上桩端落在软夹层上, 基桩承载力不达标, 被误认为桩端土软化. 因此, 对于顺德这种互层性的残积土层应重视勘察工作, 设计与施工前必须摸清桩端土土层分布情况, 这对于准确评价基桩承载力及保证工程质量具有重要意义.

6 结论

(1) 顺德地区以强风化花岗片麻岩或强风化粉砂质泥岩为桩端持力层的预应力管桩, 成桩后没有发现桩端土软化现象.

(2) 顺德地区以强风化花岗片麻岩或强风化粉砂质泥岩为桩端持力层的预应力管桩, 桩尖是否开口, 桩管是否采用混凝土封底, 对预应力管桩的承载力影响不大.

(3) 预应力管桩成桩过程中, 桩端土出现两种情况, 一是扰动引起原始结构破坏, 导致土体强度降低; 二是桩端土被挤密压缩, 土体强度增大. 前者(如ST场地)占优时, 压桩后桩端土强度降低; 后者(如DH场地)占优时, 压桩后桩端土的强度增加. 但无论哪种情况占优, 在成桩后试验时间段内, 桩端土的强度呈逐渐增长趋势.

(4) 顺德地区残积土层具有明显的互层性, 按深度从上至下难以用分化的概念进行划分和对这种软硬互层特性进行解释. 开展基础施工前重视勘察工作, 摸清桩端土土层分布情况, 这对于准确评价基桩承载力及保证工程质量具有重要意义.

致谢 试验设计与结果分析得到了华南理工大学莫海鸿教授、广东省土木建筑学会王离教授级高级工程师、中国科学院武汉岩土力学研究所孔令伟研究员的悉心指导, 特此表示感谢.

参考文献

- 1 周翠英, 邓毅梅, 谭祥韶, 等. 饱水软岩力学性质软化的试验研究与应用. 岩石力学与工程学报, 2005, 24: 33-38
- 2 Pereira J H, Fredlund D G, Cardão Neto M P, et al. Hydraulic behavior of collapsible compacted gneiss soil. J Geotech Geoenviron Eng, 2005, 131: 1264-1273
- 3 Erguler Z A, Ulusay R. Water-induced variations in mechanical properties of clay-bearing rocks. Int J Rock Mech Min Sci, 2009, 46: 355-370

- 4 郑永民, 张建新. 顺德地区预应力管桩持力层遇水易软化试验研究. 广东土木与建筑, 2011, 12: 57-61
- 5 宋富新. 基桩持力层岩土承载性状监控试验分析. 广东土木与建筑, 2009, 6: 58-59
- 6 康春山. 华侨大学厦门校区预应力管桩沉桩超送问题的探讨. 探矿工程(岩土钻掘工程), 2005, 7: 29-30
- 7 陈明忠. 静压预应力管桩静荷载试验异常沉降的原因分析及复压处理. 福建建设科技, 2008, 1: 5-6
- 8 广东省住房和城乡建设厅. 静压预制混凝土基桩基础技术规程(DBJ/T15-94-2013). 北京: 中国城市出版社, 2013
- 9 ASTM D4719-07. Standard test methods for prebored pressuremeter testing in soils. ASTM International, West Conshohocken, PA, 2007
- 10 中国有色金属工业协会. 旁压试验规程(YS 5224-2000). 北京: 中国计划出版社, 2001
- 11 Zhang L M, Wang H. Development of residual forces in long driven piles in weathered soils. J Geotech Geoenviron Eng, 2007, 133: 1216-1228
- 12 Wersäll C, Massarsch K R. Soil heave due to pile driving in clay. In: Geo-Congress 2013, San Diego, California, United States March 3-7, 2013. American Society of Civil Engineers (ASCE), 2013. 481-499
- 13 张先伟, 孔令伟, 李峻, 等. 黏土触变过程中强度恢复的微观机理. 岩土工程学报, 2014, 36: 1407-1413
- 14 Liu J, Zhang Z, Yu F, et al. Case history of installing instrumented jacked open-ended piles. J Geotech Geoenviron Eng, 2012, 138: 810-820
- 15 马海龙. 开口桩与闭口桩承载力时效的试验研究. 岩石力学与工程学报, 2008, 27: 3350-3355
- 16 中华人民共和国行业标准编写组. 建筑基桩技术规范(JGJ 94-2008). 北京: 中国建筑工业出版社, 2008
- 17 张晓健. 开口桩和闭口桩性状研究与分析. 工业建筑, 2007, 37(增刊): 883-885
- 18 周翠英, 谭祥韶, 邓毅梅, 等. 特殊软岩软化的微观机制研究. 岩石力学与工程学报, 2005, 24: 394-400
- 19 雷华阳, 李肖, 陆培毅, 等. 管桩挤土效应的现场试验和数值模拟. 岩土力学, 2012, 33: 1006-1012
- 20 Mitchell J K, Soga K. Fundamentals of Soil Behavior. 3rd ed. New Jersey: John Wiley and Sons, 2005

Field experimental study on prestressed concrete tube-pile bearing stratum softening in strong weathered rock formation of Shunde area

ZHANG XianWei¹, LI RenGeng², ZHENG YongMin³, ZENG ZhiXiong¹ & LI GuangPing⁴

¹ State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan 430071, China;

² Foshan Shunde Shunjian Building Construction Drawing Design Review Center, Foshan 528300, China;

³ Foshan Shunde Construction Quality and Safety Testing Center, Foshan 528300, China;

⁴ Guangzhou Municipal Engineering Design and Research Institute, Guangzhou 510000, China

In the Foshan Shunde District, for the bearing stratum of the prestressed concrete tube-pile in strong weathering granite gneiss and strong weathering silty mudstone, it is common for abnormal setting of static load test and ultra pile driving in re-pressed process. There is no unified explanation and exact conclusion on whether this problem is caused by softening of pile-end soils. In order to solve this problem, experiments for piles with different pile tip were conducted for evaluate the changing of strength, horizontal stress and bearing capacity of pile-end soils, using various situ techniques such as static cone penetration test, pressure meter test, high strain testing and static load test combined with laboratory test results. It implies that strong weathering granite gneiss and silty mudstone in Shunde area has softening potential, however, the softening of pile-end soils may not occur immediately after piling. In addition, the effect of type of pile tip on the bearing capacity of the bearing stratum was not obvious. According to this study, it was suggested that engineering investigation should be given attention to. This study will have important implications for determining the bearing capacity of pile and guaranteeing the project quality.

prestressed concrete tube-pile, strong weathered rock formation, field experiment, bearing stratum, pile-end soils, softening

doi: 10.1360/N092015-00328